

УДК 624.073

О.О.ДОВЖЕНКО, канд. техн. наук, Л.В.КАРАБАШ, П.Б.МИТРОФАНОВ
Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка

РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ МІЦНОСТІ ОКРЕМИХ ПРЯМОКУТНИХ ШПОНОК З УРАХУВАННЯМ ОСОБЛИВОСТЕЙ АРМУВАННЯ

Викладені результати експериментальних досліджень міцності окремих прямокутних шпонок з урахуванням особливостей армування.

Важливими конструктивними елементами несучих систем, які забезпечують спільну роботу конструкцій будівель і споруд, є стикові з'єднання, що сприймають зусилля зсуву. В першу чергу до них слід віднести шпонкові з'єднання, на несучу здатність яких впливають цілий ряд визначальних факторів. До них відносяться як характеристики міцності окремих шпонок: співвідношення їх розмірів, кут нахилу опорних поверхонь, форма робочого перерізу, міцність бетону, особливості армування (місце розташування арматури, нагельний ефект), ступень обтиснення, так і товщина шва та нерівномірність розподілу зусилля по довжині стику.

Нормативна методика розрахунку міцності шпонкових з'єднань носить емпіричний характер, тому і не дозволяє в достатньо повному обсязі враховувати зазначені фактори. На нашу думку до найменш вивчених факторів, які суттєво впливають на несучу здатність, слід віднести армування шпонок.

Дослідженням роботи окремих шпонок і шпонкових з'єднань присвячені праці Е.Горачека, В.С.Єськова, В.Г.Кваші, П.М.Коваля, М.М.Коровина, В.І.Лішака, Н.Г.Мартінової, Л.С.Махвіладзе, В.В.Погрібного, Д.Пуме, О.В.Яшина [1-7] та ін.

Для окремих шпонок у дослідях, як правило, спостерігається два характерних види руйнування – зріз і зминання, які визначаються відношенням l_k / h_k , де l_k – ширина, h_k – висота шпонки.

Метою експериментальних досліджень є вивчення роботи прямокутної бетонної шпонки при зрізі в процесі завантаження, визначення впливу кількості поперечної арматури, особливостей її розміщення за висотою перерізу на несучу здатність та характер руйнування зразків.

Було виготовлено вісім дослідних зразків (чотири пари) з одного класу керамзитобетону.

Співвідношення розмірів шпонок l_k / h_k становило 0,25 для забезпечення руйнування їх від зрізу.

Для кожної пари зразків у площині зрізу поперечна арматура в каркасах зразків підібрана таким чином, що два стрижні, розташовані посередині висоти шпонки, по площі відповідають чотирьом стрижням, розташованим по два у верхній та нижній частинах шпонки. Арматура надійно заанкерована (рис.1).

Для вимірювання деформації на стрижнях були наклеєні ланцюжком тензорезистори базою 5 мм з двох діаметрально протилежних сторін. На бетон у площині зрізу наклеювали тензорезистори базою 20 мм (рис.1).

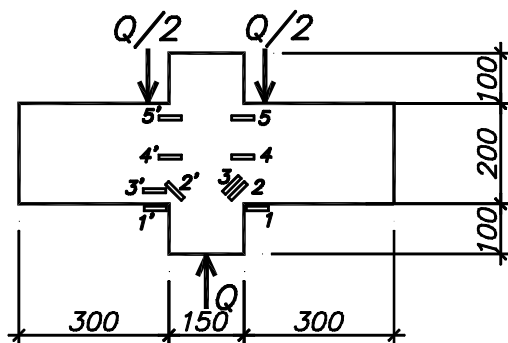


Рис.1 – Схема навантаження зразка і розміщення тензорезисторів на бетоні

Схеми розміщення тензорезисторів на арматурному каркасі представлені на рис.2.

Як реєструючий пристрій використовували цифровий тензометричний міст ЦТМ-5.

Зразки випробовували в пресі ПГ-125. Навантаження прикладали через три шарніри: один розташований знизу посередині зразка; два – зверху з обох боків стовбура. На кожному ступені навантаження знімали покази за приладами і здійснювали огляд зразка, в ході чого вели спостереження за появою і розкриттям тріщин.

Усі дослідні зразки мали схожий характер тріщиноутворення. При рівнях навантаження $0,5-0,6 Q_u$ з'являлися початкові тріщини в розтягнутій зоні під кутом $10-20^\circ$ до вертикалі, які потім розповсюджувалися у середину стовбура. Поверхню руйнування визначали при рівні навантаження $0,9 Q_u$.

У зразках з каркасом I типу руйнуюче навантаження було більше на 10-25%, ніж у зразках з каркасом II типу (таблиця). Характер руйнування дослідних зразків у формі зрізу представлений на рис.3.

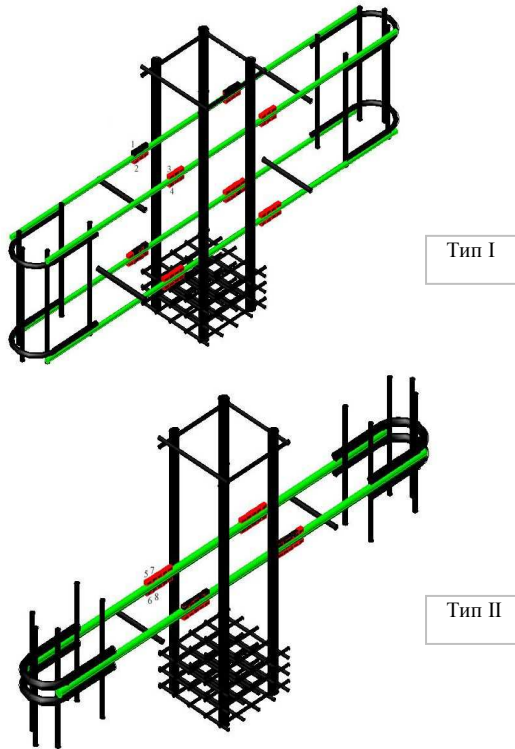


Рис. 2 – Схема розміщення тензорезисторів на арматурних каркасах

Характеристики дослідних зразків

№ п/п	Шифр зразків	Поперечне армування	Характеристики міцності бетону		Площа поперечної арматури, мм ²	Руйнівне навантаження, кН	R_{sh} , МПа
			R_b , МПа	R_{bt} , МПа			
1	ОШ-1-6-1	-	10	1,19	-	104	1,79
2	ОШ-1-6-2	-			-	120	1,99
3	ОШ-1-а1-1	2 Ø 8 АІ			101	158	2,63
4	ОШ-1-а1-2	4 Ø 6 АІ			113	220	3,49
5	ОШ-1-а2-1	2 Ø 12 АІ			226	258	4,06
6	ОШ-1-а2-2	4 Ø 8 АІ			201	262	4,32
7	ОШ-1-а3-1	2 Ø 14 АІ			308	310	5,07
8	ОШ-1-а3-2	4 Ø 10 АІ			314	320	5,31

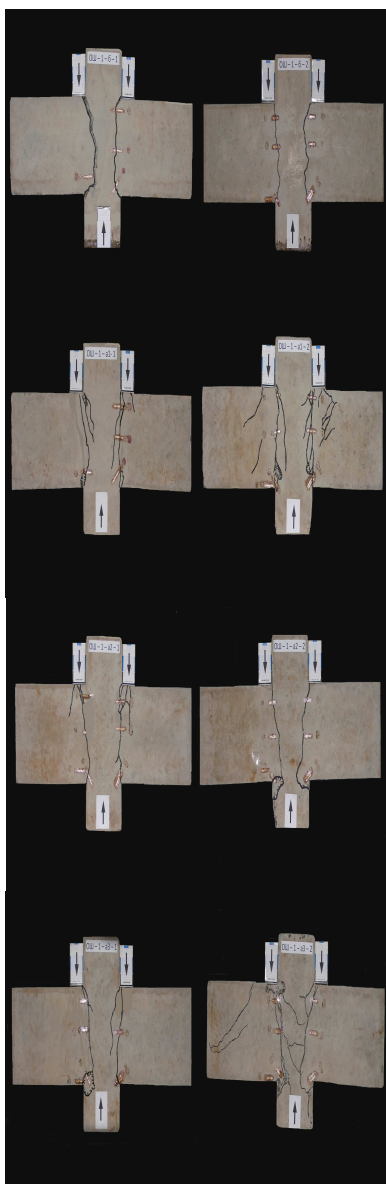


Рис.3 – Характер руйнування дослідних зразків

При навантаженнях, близьких до руйнівних, деформації бетону в зонах найбільшого стиснення досягають значень $100...200 \times 10^{-5}$, причому більші значення деформацій спостерігаються у зразках з чотирма стрижнями робочої арматури в площині зрізу. Як видно з графіків, поверхня руйнування бетону має стиснуту і розтягнуту зони (рис.4).

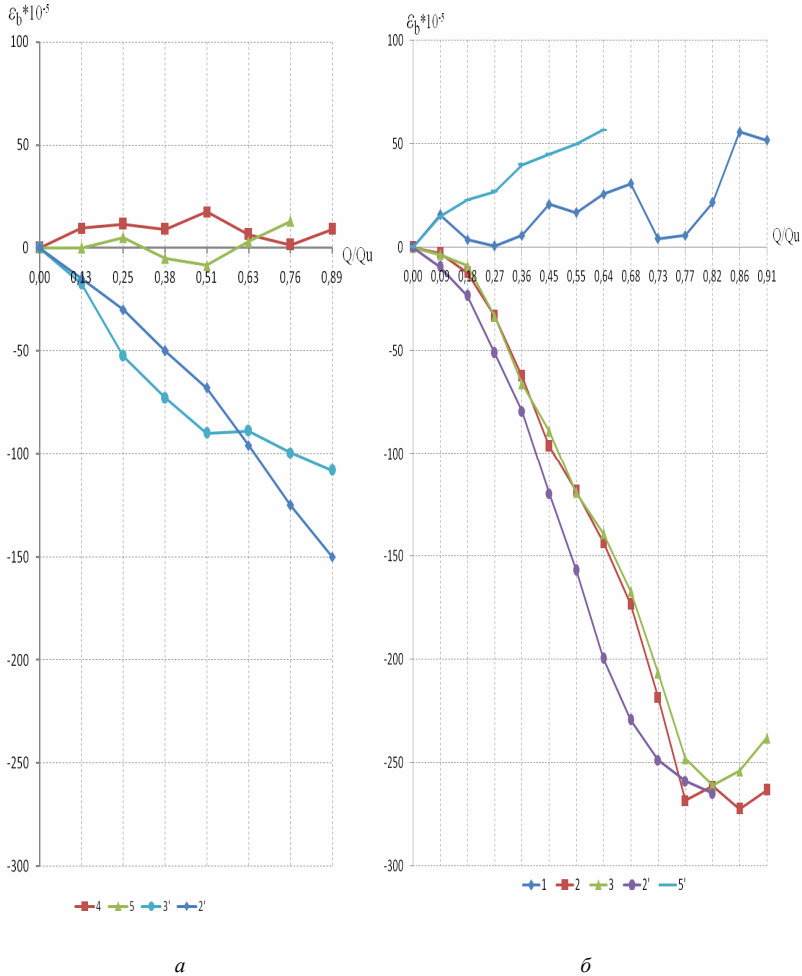


Рис. 4 – Залежність „ $Q/Q_u - \epsilon_b$ ” для дослідних зразків:
 а – ОШ-1-a1-1; б – ОШ-1-a1-2

Напряжения в арматурі в стадії руйнування досягають межі текучості. У зразку ОШ-1-а1-2 в стрижнях, розміщених у верхній частині каркасу, спостерігаються деформації більші ніж у стрижнів, які розміщені в нижній частині каркасу. У зразку ОШ-1-а1-1 деформації при руйнуванні на 20-40% менші, ніж у ОШ-1-а1-2. На графіках (рис.5) спостерігається різниця в деформаціях стрижнів з двох діаметрально протилежних сторін.

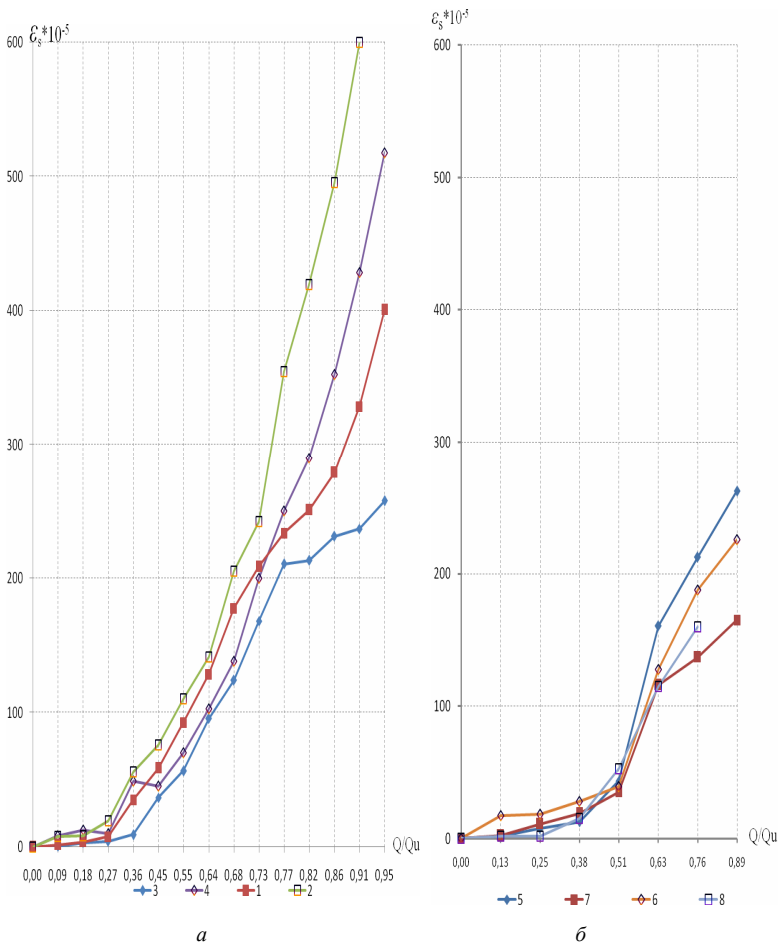


Рис. 5 – Залежність „ Q/Q_u — ϵ_s ” у прямокутних шпонках з каркасом:
а – ОШ-1-а1-2; б – ОШ-1-а1-1.

Виконані експериментальні дослідження дозволяють зробити наступні висновки. Міцність зразків суттєво залежить від кількості і розташування поперечної арматури по висоті шпонки.

1. Коровин Н.Н., Еськов В.С. Шпоночные стыки сборных железобетонных оболочек // Промышленное строительство. – 1966. – № 8. – С. 25-29.

2.Кваша В.Г., Коваль П.Н. Исследование и расчет бетонных и железобетонных шпоночных соединений плоских плит // Резервы прогресса в архитектуре и строительстве: Вестник Львовского политехн. ин-та. Вып.198. – Львов: Вища школа, 1985. – С. 24-37.

3.Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций. Опыт СССР и ЧССР / Е.Горачек, В.И.Лишак, Д.Пуме и др.; Под ред. В.И.Лишака. – М.: Стройиздат, 1980. – 192 с.

4.Мартынова Н.Г. Испытания на сдвиг вертикальных стыков монолитных стен со сквозными шпонками // 19-е корд. совещание "Эффективные конструкции и методы расчета несущих систем, элементов и узлов бескаркасных зданий": Тезисы докладов. – Вильнюс, 1984. – С.48-51.

5.Махвиладзе Л.С. Сейсмостойкое крупнопанельное домостроение. – М.: Стройиздат, 1987. – 221 с.

6.Яшин А.В. К расчету шпоночных соединений // Бетон и железобетон. – 1978. – № 6. – С.17-18.

7.Погребной В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: Дис. ... канд. техн. наук. – Полтава: ПНТУ, 2000. – 197 с.

8.Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. ВСН 72-77. – М.: Стройиздат, 1978. – 177 с.

9.Карабаш Л.В., Довженко О.О. Методика експериментального дослідження міцності окремих прямокутних шпонок з урахуванням особливостей армування // Матеріали II міжнародн. наук.-практ. конф. "Сучасні наукові дослідження – 2006". Т.45. – Дніпропетровськ: Наука і освіта, 2006. – 56 с.

Отримано 16.03.2007

УДК 624.012.45

М.Ю.ИЗБАШ, канд. техн. наук

Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ НЕРАЗРЕЗНЫХ БАЛОК В ЗОНЕ ПРОМЕЖУТОЧНЫХ ОПОР

Рассматриваются результаты экспериментальных исследований сталежелезобетонных изгибаемых элементов с железобетонной полкой в растянутой зоне.

Сталежелезобетонные изгибаемые элементы [1] отличаются высокой эффективностью благодаря рациональному сочетанию железобетонной полки, воспринимающей сжимающие усилия, и соединенной с ней стальной балки чаще всего двутаврового профиля, воспринимающей растяжение. В сталежелезобетонных неразрезных многопролетных балках на промежуточных опорах сжатие воспринимает сталь-